

非線形挙動をする表層地盤内における地震時応力

土 岐 憲 三・佐 藤 忠 信

SEISMIC SHEAR STRESS INDUCED IN A NEAR-SURFACE SOIL LAYERS WITH NON-LINEAR CHARACTERISTICS

By *Kenzo TOKI & Tadanobu SATO*

Synopsis

This paper deals with the non-linear seismic responses of near-surface ground at several strong motion recording sites by adopting the characteristic curve method. In the analysis, the hyperbolic type stress-strain relationship is employed, in which the property of soil is represented by two parameters for the full range of strain. These parameters are determined from the soil profiles at the respective sites.

The effects of the non-linear behavior of soil are examined by the comparison of the stress and strain distributions beneath the ground surface with those obtained by the linear analyses.

The results of numerical computations reveal that the maximum shear strain induced in the sub-surface ground is dependent of the non-linear characteristics of soil for the near-surface ground and that, in the contrary, the shear stress distributions with depth is not significantly different from those for the linear system for the first 10 to 20 meters from the ground surface.

1. ま え が き

最近の急激な都市構造形態の変化に対処するため、大都市圏では地中構造物の建造がさかんに行なわれている。これら構造物の耐震設計を行なう場合、地盤内に発生する応力ならびにひずみの大きさが、その支配的要因になる場合も数多く見受けられる。強震時におけるこれらの値が直接地盤内で観測された例はほとんどないため、解析的な手法によりその量を推定せざるを得ないが、この十数年来、強震時における地表面での加速度記録が同一地域内で観測されるようになって、地盤構成が地表面の運動に大きな影響を与えることがしだいに明らかにされてきており¹⁾、地盤内の応力やひずみも地盤を構成している土の力学的性状により著しく異なったものになることが予想される。

土の力学的性質を支配する要因は数多くあるが、特にその動的特性は、発生するひずみの大きさによって、性格が異ってくる²⁻⁵⁾。地表層を構成する土は基盤層に比較して非常に軟弱であるため、地表層内で地震波動は大きく増幅され、土の応力～ひずみ関係が線形と仮定できる領域内だけの解析では、十分に地盤の震動特性を調べることはできない場合が生じると考えられる。

地震時の地表層の動的挙動を論ずるこれまでの解析手法は大きく2つに分けることができる。1つは、地盤を有限な振動系に置きかえ、非線形問題を含めて系の振動性状を調べようとするものであり、他の1つは地盤を構成する土を線形弾性体と考え、重複反射理論に基いて地盤の振動性状を波動論的に取り扱う方法である。ここでは、波動論的立場に立ち、特性曲線法を用いることにより、これまでに得られている地表面での強震記録をもとにして、地盤を構成している土の非線形性が、地盤内に発生する応力ならびにひずみにどのような影響を与えるかについての検討を行なう。

2. 解析手法

いま, Fig. 1 のような水平構造の成層地盤を考え, 地震波動は, z 軸に平行に鉛直下方から入射する SH 波とすれば, 系を支配する運動方程式は次式で与えられる。

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial \tau}{\partial z} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに, ρ は密度, u は地盤内変位, τ は地盤内に発生するせん断応力である。いま次式のような変数を定義する。

$$\xi = \frac{\partial u}{\partial t}, \quad \varepsilon = \frac{\partial u}{\partial z} \quad \dots\dots\dots (2)$$

この場合, ξ は運動速度, ε はせん断ひずみに相当している。せん断応力とせん断ひずみの関係は次式で表わすものとする。

$$\tau = G(\varepsilon) \cdot \varepsilon \quad \dots\dots\dots (4)$$

式(2), (4)を式(1)に代入すれば次式をうる。

$$\left. \begin{aligned} \rho \frac{\partial \xi}{\partial t} - \left(\frac{dG}{d\varepsilon} \varepsilon + G \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} - \frac{\partial \xi}{\partial z} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (5)$$

式(5)は ξ, ε に関して 1 階偏微分方程式であり, その特性曲線の勾配 $\lambda_\alpha, \lambda_\beta$ は次式で与えられる。

$$\lambda_\alpha = \sqrt{\frac{1}{\rho} \left(\frac{dG}{d\varepsilon} \varepsilon + G \right)}, \quad \lambda_\beta = -\lambda_\alpha \quad \dots\dots\dots (6)$$

この特性曲線に沿う式(5)の関数方程式は

$$\left. \begin{aligned} dz - \lambda_\alpha dt &= 0 \\ d\xi - \lambda_\alpha d\varepsilon &= 0 \\ dz - \lambda_\beta dt &= 0 \\ d\xi - \lambda_\beta d\varepsilon &= 0 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (7)$$

いま, 2つの特性曲線 α, β の交点 P での $t_P, z_P, \xi_P, \varepsilon_P$ をそれぞれの特性曲線上にある近傍の点 Q, R での値から求める。この場合式(7)の差分展開式は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} z_P - z_Q - (\lambda_\alpha)_Q (t_P - t_Q) &= 0 \\ \xi_P - \xi_Q - (\lambda_\alpha)_Q (\varepsilon_P - \varepsilon_Q) &= 0 \\ z_P - z_R - (\lambda_\beta)_R (t_P - t_R) &= 0 \\ \xi_P - \xi_R - (\lambda_\beta)_R (\varepsilon_P - \varepsilon_R) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (8)$$

地震波動の深さ方向の変化の特性を知るためには, 任意の深さでの時間履歴がわからなければならない。空間位置を z_j に固定し, 時刻 t_i での ξ, ε の値を求め

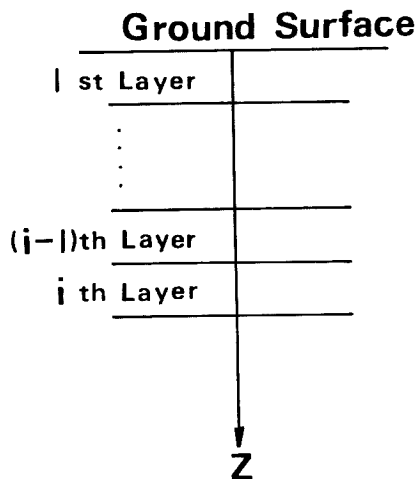


Fig. 1 Layered ground.

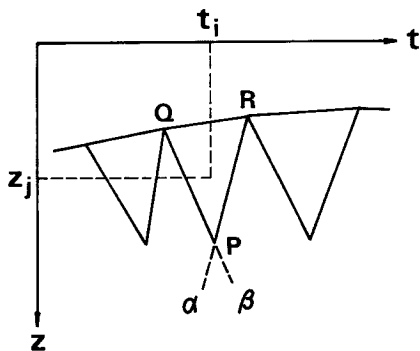


Fig. 2 Field of characteristics.

るには Fig. 2 のように (z_j, t_i) を含む三角形 PQR を取り出し、この三角形上で (z, t, ε) あるいは (z, t, ξ) の形成する平面を考え、この平面の方程式に (z_j, t_i) を代入し $\xi|_{z=z_j, t=t_i}$, $\varepsilon|_{z=z_j, t=t_i}$ を求める。

なお、境界条件は次式のようになる。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{(i) 地表面:} & \varepsilon=0 \quad \xi=f(t) \\ \text{(ii) 地盤層の境界:} & \tau_i^T=\tau_{i-1}^D, \quad \xi_i^T=\xi_{i-1}^D \end{array} \right\} \dots\dots\dots(9)$$

ここに、 $f(t)$ は地表面での運動速度、 τ_i^T と ξ_i^T は i 層上面でのせん断応力と速度、 τ_{i-1}^D と ξ_{i-1}^D は $i-1$ 層下面でのせん断応力と速度を表わしている。

3. 応力とひずみの関係

動的な土の構成関係を双曲線で近似すると、かなりのひずみレベルにわたって、土の動的特性を説明できることが明らかにされてきている^{6,7)}。これは2個のパラメータで応力—ひずみ関係を表現できる利点があり、地震時の問題などの実用解析には適用しやすい形である。この場合、Fig. 3 に示すように、各履歴曲線の頂点を連ねた応力—ひずみの関係式は次式のように与えられる。

$$\tau = \frac{G_0 \varepsilon}{1 + \alpha |\varepsilon|} \dots\dots\dots(10)$$

ここに、 G_0 は初期せん断弾性係数、 α は土の動的 非線形性の度合を表わすパラメータである。 α が大きくなるにつれて非線形性が大きくなる。いま土のせん断強度を τ_f とすれば、これは式(10)で $\varepsilon \rightarrow \infty$ としたときの τ の値に相当するから、 α の値は次式で定義できる。

$$\alpha = \frac{1}{\varepsilon_r} = \frac{G_0}{\tau_f} \dots\dots\dots(11)$$

ここに、 ε_r は弾性限ひずみである。

一方、地震時の τ_f はモールクーロンの破壊基準が、動的な荷重を受けた場合にも、静的なものと同じであるとすれば、Fig. 4 を参照して次式のように定めることができる。⁶⁾

$$\tau_f = \sqrt{\left(c' \cos \phi' + \frac{1+K_0}{2} \sigma \sin \phi'\right)^2 - \left(\frac{1-K_0}{2} \sigma\right)^2} \dots\dots\dots(12)$$

ここに、 c' と ϕ' は有効応力で表現した場合の静的強度定数、 K_0 は静止土圧係数、 σ は有効上載圧を表わしている。

式(11)、(12)式を用いて土の非線形度パラメータ α を決定するためには、実地盤の c' 、 ϕ' 、 K_0 などを推定し

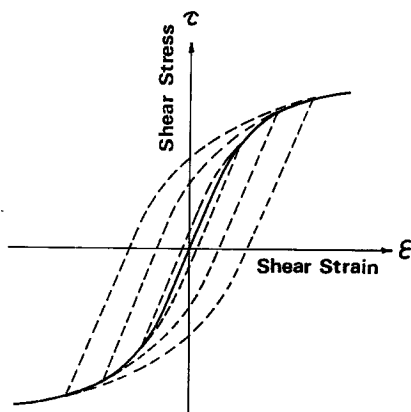


Fig. 3 Stress-strain relationship.

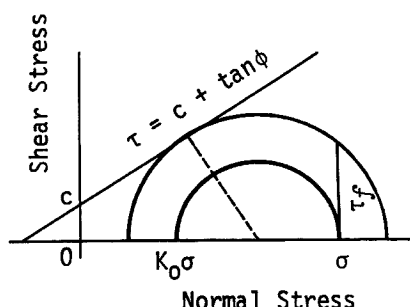


Fig. 4 Shear strength.

なければならないが、普通の地盤調査結果から得られる情報は N 値に関するものが多く強度定数が直接与えられることはまれである。そこで N 値などから ϕ' や G_0 の値を推定する必要があるが、ここでは次式のような関係を用いている。

(i) 砂質土の場合

$$\left. \begin{aligned} G_0 &\cong 1000N \text{ (kg/cm}^2\text{)}^{(8)} \\ \phi' &\cong 0.3N + 27 \text{ (度)}^{(9)} \\ c' &\cong 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(13)$$

(ii) 粘性土の場合

$$\left. \begin{aligned} &\text{塑性指数と } \phi' \text{ の関係}^{(10)} \\ q_u &= \sigma \tan \phi' \\ G_0 &= 1500q_u^{(11)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(14)$$

ここに、 q_u は一軸圧縮強度である。

式(10)の関係を式(6)に代入すれば、任意のひずみを受けた時の S 波の伝播速度 V_s が次式のように与えられる。

$$\frac{V_s}{V_{s0}} = \frac{1}{1 + \alpha |\epsilon|} \dots\dots\dots(15)$$

ここに、 V_{s0} は $\alpha=0$ とした時の伝播速度であり、これは微小ひずみでの S 波速度に対応している。 α の値を変化させたとき、 S 波の伝播速度がどのように変化するかを示したのが Fig. 5 である。 α が大きくなるにつれて、伝播速度の減少し始めるひずみが小さくなっていくようすがわかる。

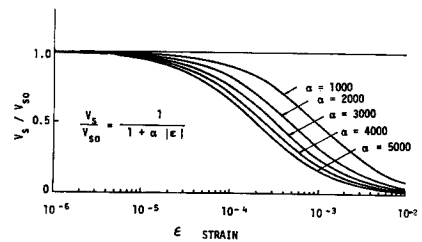
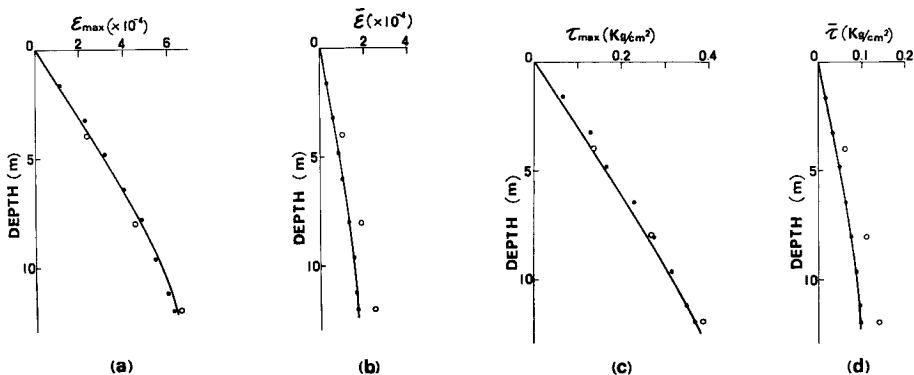


Fig. 5 Normalized S wave velocity versus shear strain.

4. 数値解の安定性

非線形双曲形方程式の中で厳密解の求まるのは、今のところ、半線形方程式の場合であり、それも不連続解と simple wave 解のみである⁽¹²⁾。ここで求めようとする解はこのいずれにも相当しないので、非線形解の精度



—: Solution by multiple reflection theory, ○: Solution by finite difference method,
●: Solution by characteristics curve method

Fig. 6 Stability of numerical analysis.

(a) Distributions of maximum shear strain, (b) Distributions of r.m.s shear strain,
(c) Distributions of maximum shear stress, (d) Distributions of r.m.s shear stress.

を直接検討することはできない。一方、線形解であれば重複反射理論を用いることにより精度の良い厳密解を求めることができるから、特性曲線法による精度を線形解と比較したのが Fig. 6 である。(a) はひずみの最大値 ϵ_{max} の深さ方向の分布であり、(b) はひずみの r.m.s の深さ方向の分布を、(c) は最大せん断応力の深さ方向の分布を、(d) はせん断応力の r.m.s の深さ方向の分布を示している。用いた強震記録は Taft (1952) であり、測定結果¹³⁾によれば地表層の S 波の伝播速度は 160 m/sec, 単位体積重量は 2.24 g/cm³ である。また記録の時間間隔は 0.02 sec である。図中の実線は厳密解であり、特性曲線法による結果を●印で、階差法による結果を○印で示した。これらの結果から、特性曲線法による数値計算は応力ならびにひずみの計算においてもかなり良い安定性を与えることがわかる。

5. 応答におよぼす非線形パラメータ α の影響

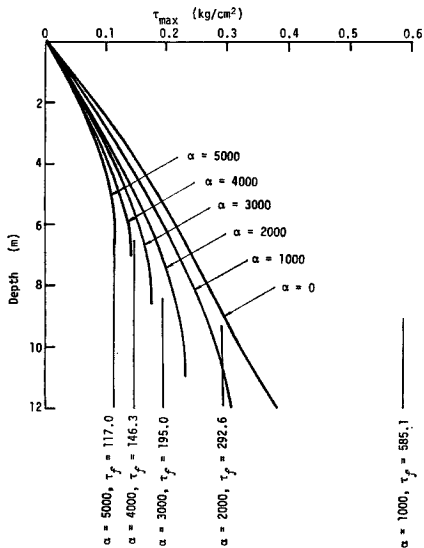


Fig. 7 Influence of α for maximum shear stress distribution.

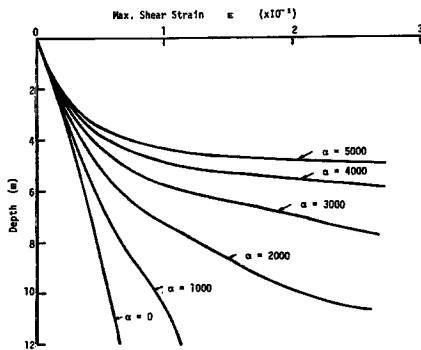


Fig. 8 Influence of α for maximum shear strain distribution.

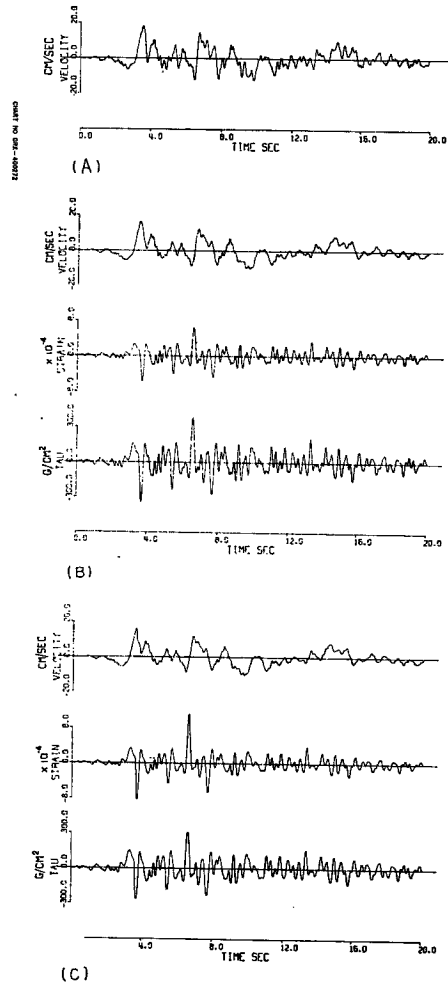


Fig. 9 (A) Time history of velocity on ground surface, (B) Time history of shear strain and stress for linear case ($\alpha=0$) at depth 12 m, (C) Time history of shear strain and stress for non-linear case ($\alpha=1000$) at depth 12 m.

式(10)に現われるパラメータ α の地盤内応力ならびにひずみにおよぼす影響を調べるため、Taft の強震記録を用いて数値計算を行なった。**Fig. 7** はせん断応力の最大値の深さ方向分布で、 α の値を0~5000と変化した場合のものである。図中において鉛直の細線で示したものはそれぞれ α の値に対応する τ_f の値を示している。 α の値が大きくなるにつれて発生する地盤内の応力が減少していく。また α が大きくなるにつれて発生する最大せん断応力が τ_f に達する深さが浅くなっていくこともわかる。式(10)の応力ひずみ関係を使用すれば、せん断応力が τ_f に近づくことはひずみが ∞ になることに対応しているわけであり、この場合、式(6)で与えられる特性曲線の勾配、すなわち S 波速度はゼロとなり、波動は伝播しなくなる。このため α の値が大きくなるとある深さ以上解が求まらなくなる。この関係を示したのが **Fig. 8** である。 α の値が大きくなるにつれて浅い所でひずみが発散するようすが示されている。

結局 α の値が0~5000程度変化しても応力の分布形そのものにはあまり大きな変化を受けないが、ひずみの分布形は α の値によってかなり異なったものになることがわかる。**Fig. 9** に深さ 12 m での速度 $\dot{u}$ 、ひずみ S ならびに応力 τ の時間応答を示した。 α が2000以上になると 12 m の深さまで安定な解が求まらないの

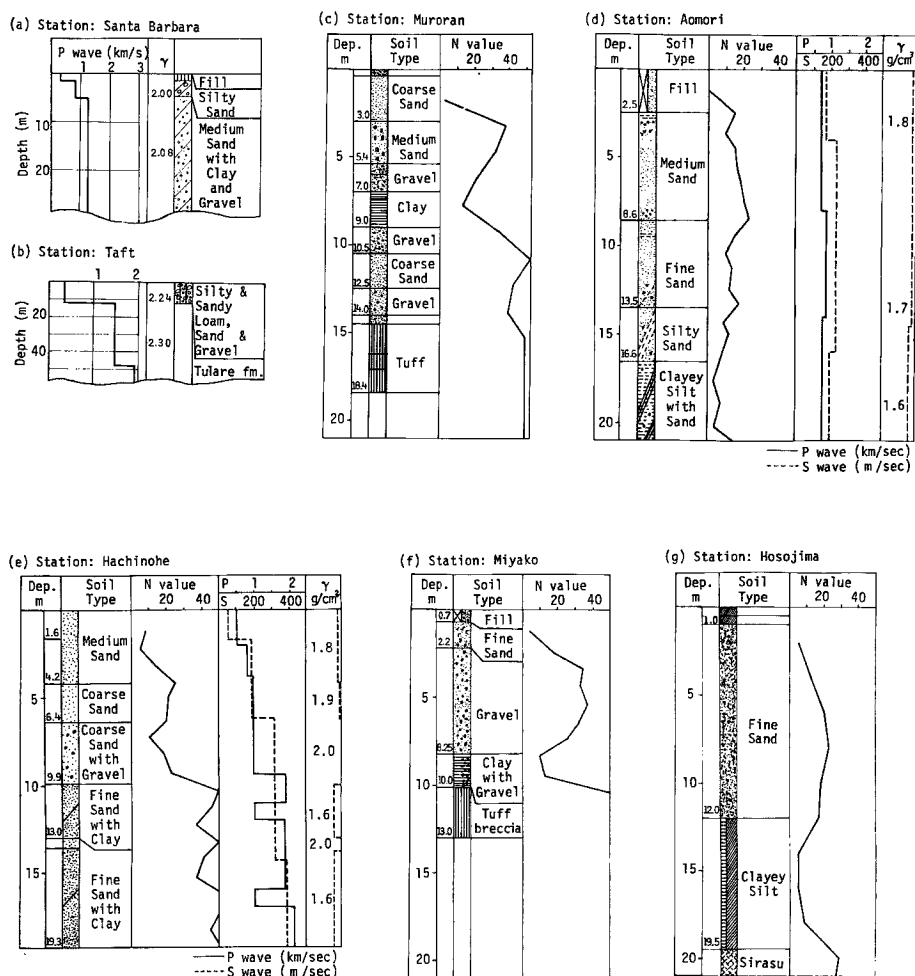


Fig. 10 Site characteristics at 7 stations (Taft, Santa Barbara, Muroran, Aomori, Hachinohe, Miyako and Hosojima)

で、 $\alpha=0$ と1000の場合について示してある。これから ε と τ の時間応答特性は τ の値が τ_f に近づく付近以外の時間では α の大きさによる影響をあまり受けないことがわかる。

以上のことから、強震時に地盤内に発生する地盤応力やひずみの値を問題にする場合、非線形パラメータ α の選定が大きな影響をおよぼすことがわかる。

6. 地盤のモデル化

解析の対象とする地盤の弾性定数は弾性波速度の測定結果やN値の分布図に基いて式(13)などから推定できるが、これらの方法で求める弾性定数 G_0 の値は地層の境界で不連続に変化することが多い。実地盤内においては、土の弾性定数が一線を画して急変することは稀であると考えられる。また1m程度以下の薄い層の存在は伝播する波動の波長に比較して無視できると考えられるから、弾性波速度、密度、その他の地盤定数に対して、5mを周期とする一定の重みつき移動平均を行なって、モデル地盤の深さ方向の平滑化を行なった。

Fig. 10 に解析に用いた地震記録が得られた地点の地盤図¹³⁻¹⁶⁾を示した。これに対し上述の平滑化を行なった後、S波速度、式(12)より求めた τ_f 、ならびに α の深さ方向の分布を示したのが Fig. 11 である。いずれの場合も一般的傾向として τ_f は深さとともに増大し、 α は深さとともに減少していくことがわかる。またわが国の地盤での α の値は表面近くで2000~4000程度の値を取り深度が大きくなると500~1500程度まで減少するようである。

7. セン断応力とひずみの分布

解析に用いた強震記録は Taft (1952), Santa Barbara (1952), 細島 (1970), および1968年の十勝沖地震(八戸, 宮古, 青森, 室蘭)によるもので, Taft, Santa Barbara の波形は0.02秒間隔のデータ¹⁶⁾であり, 十勝沖

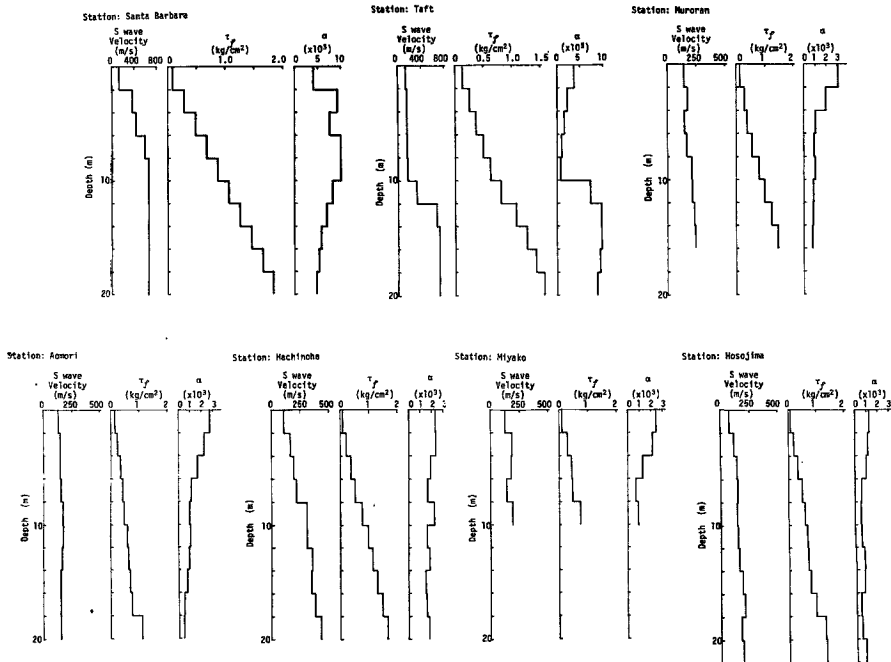


Fig. 11 Elastic wave velocity, shear strength and α value at 7 tations.

Table 1. Data for Earthquake Records Treated

Station	Date	Component	Max. accel. (gal)	Predominant period (sec)	Record No.
Taft	1952. 6. 21 04:53	SE	175.9	0.34	
Santa Barbara	1952. 6. 21 04:53	SE	128.6	0.93	
Muroran	1968. 5. 16 09:49	SN	209	0.49	S234 N
	1968. 5. 16 19:39	SN	95	0.42	S241 N
Aomori	1968. 5. 16 09:49	SN	213	1.30	S235 N
		SE	180	0.85	S235 E
Hachinohe	1968. 5. 16 09:49	SN	235	2.73	S252 N
		SE	188	1.14	S235 E
Miyako	1968. 5. 16 09:49	SN	118	0.22	S236 N
Hosojima	1970. 2. 26 07:11	SE	119	0.77	S544 E

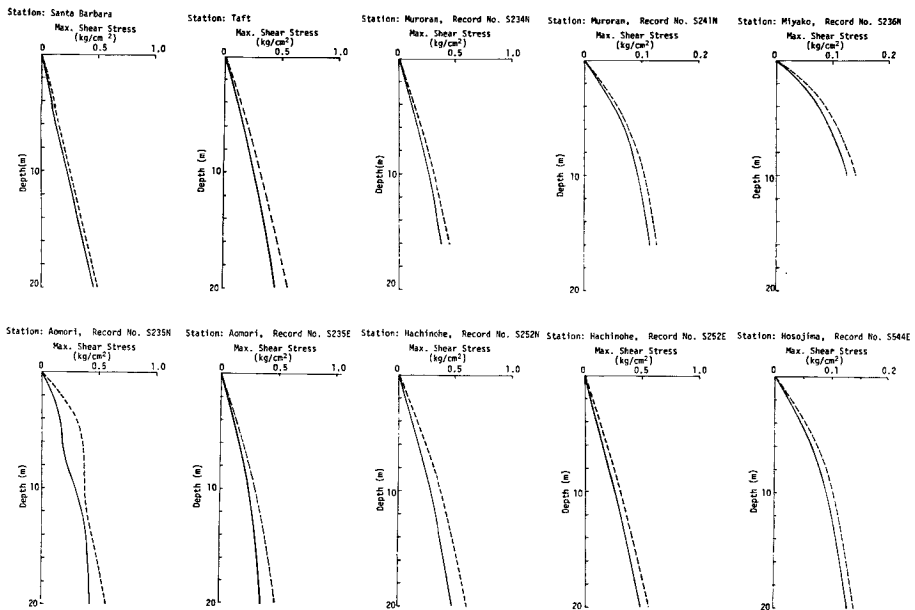


Fig. 12 Distributions of maximum shear stress.

地震と細島のものは0.01秒間隔で数値化された資料^{17,18)}から0.02 sec 間隔で採取した。数値解析に当っては、それぞれの波形の主要部分20秒間を対象としたが、これら10個の強震記録の概要を **Table 1** に示した。またこれらの波形はすべて2次曲線による基準線補正を行なった。

Fig. 12 はこれら一連の強震記録を用い、6.でのモデル地盤内に発生する最大せん断応力 τ_{max} の深さ方向分布を示したものである。破線で示したものが $\alpha=0$ の場合で、地盤を線形弾性体としたものに相当し、実

線が非線形解析の結果である。いずれの場合も非線形解析による応力の値が線形解析によるものよりも小さくなっている。

Fig. 13 は上述の τ_{max} を地表面での最大加速度 a_{max} で除したものを深さに対してプロットしたものである。(a) が線形解析によるもの、(b) が非線形解析による結果である。非線形、線形を問わず深さが 10 m 程度まではほぼ直線的に τ_{max}/a_{max} の値が減少する。表層の S 波速度を V_{s0} 、加速度波形の卓越周期を T_0 とするとき、地盤を線形弾性体と考えると、深さが $V_{s0}T_0/8$ より小さい領域では τ_{max}/a_{max} と深さの関係が直線で近似できる¹⁹⁾。非線形解析においても、このようなことがほぼ成立していると考えられる。

Fig. 14 は最大ひずみ ε_{max} の深さ方向分布を示したものである。実線は非線形解析で破線は線形解析の結果である。いずれの場合も最大の ε_{max} が発生する深さは 10 m 程度までの浅い表層内であり、深さが深くなるにつれて ε_{max} の値も減少していく。同図中には式(11)で与えられる弾性限ひずみの深さ方向の分布も同時

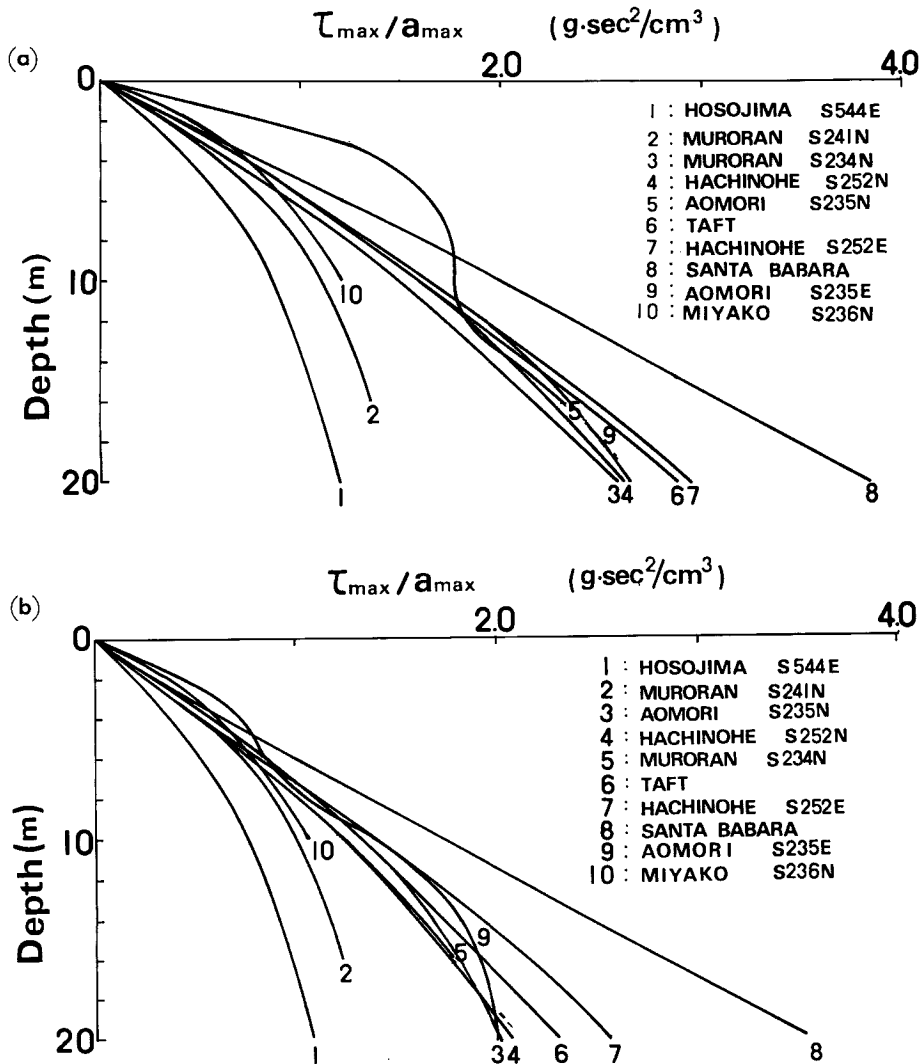


Fig. 13 Stress distributions, (a) Linear case, (b) Non-linear case.

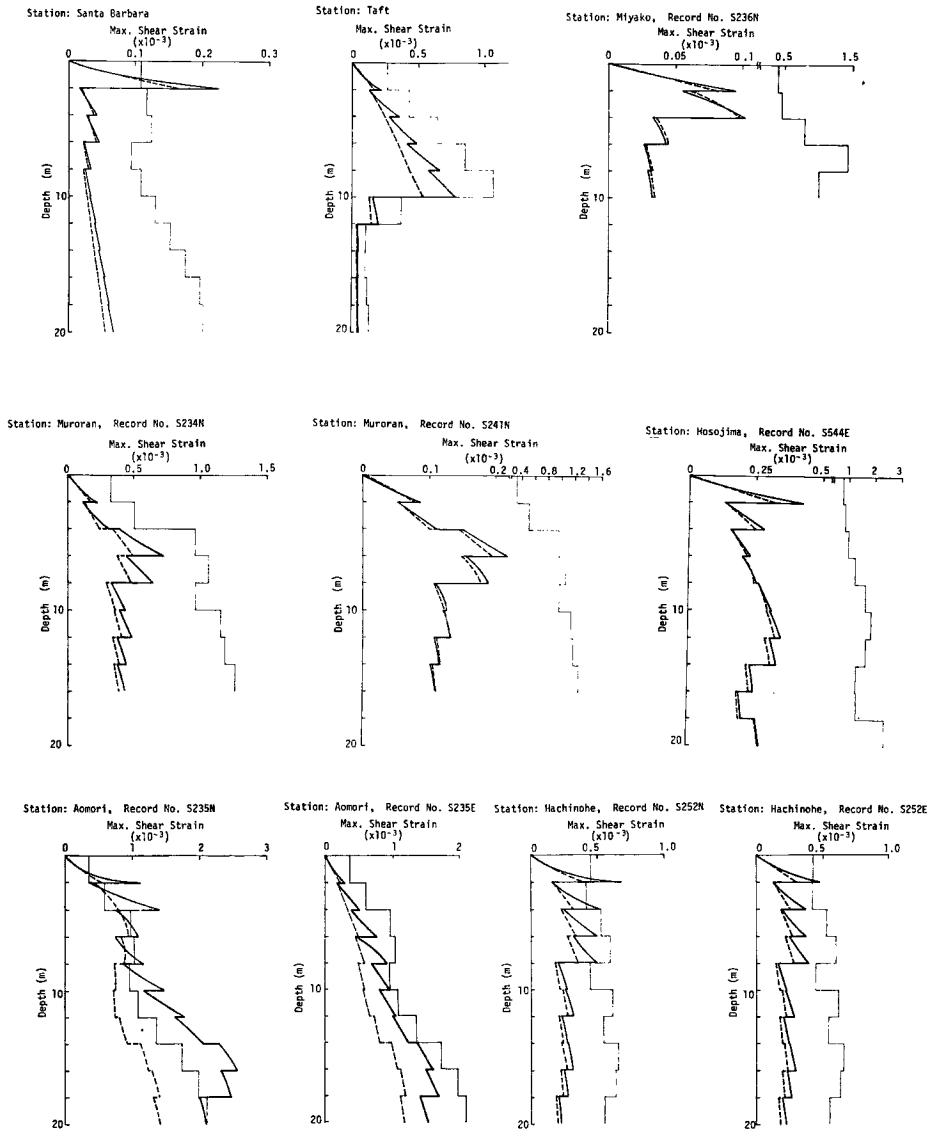
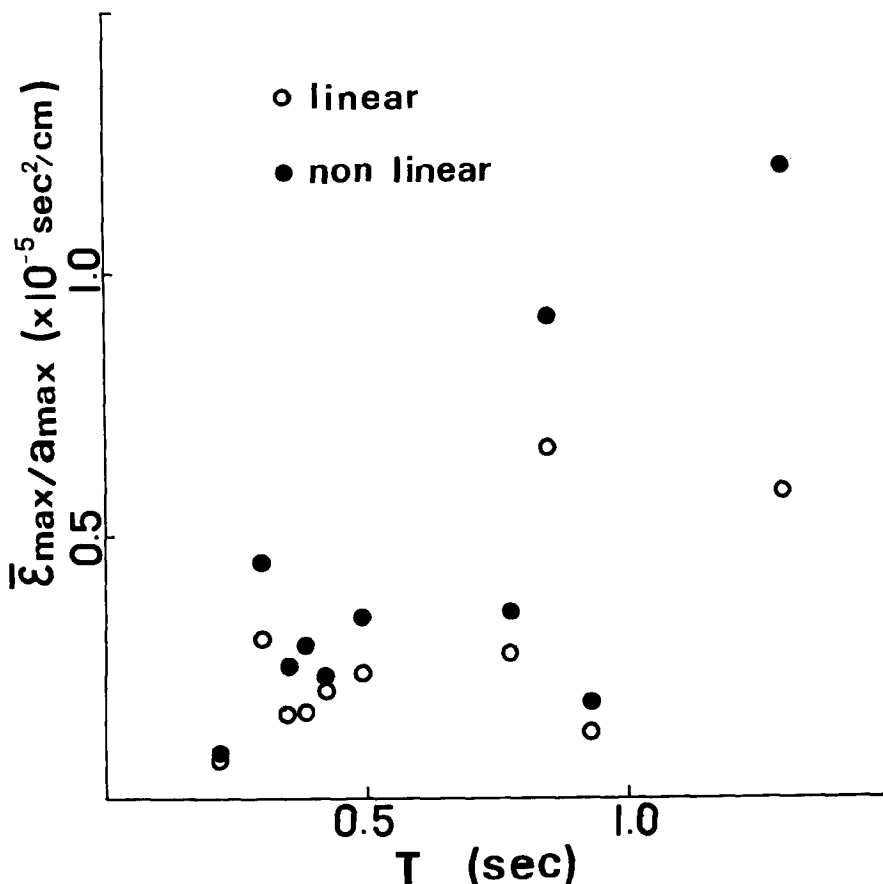


Fig. 14 Distributions of maximum shear strain.

に示してある。地盤内に発生するひずみが、この弾性限ひずみの $1/2$ 程度以下になると、線形解と非線形解析結果の間に大きな差が認められなくなることがわかる。

いま ε_{max} の深さ方向分布の最大値を $\bar{\varepsilon}_{max}$ とすれば、この値は地盤の特性による影響を大きく受けるものと考えられる。以下で、 $\bar{\varepsilon}_{max}$ と地盤特性との関連について考察するが、地盤特性を表わす指標として何を選ぶかが問題になる。ある地点で観測される多数の地震記録のスペクトルに対し平均操作を行なうと、その地盤に固有な周期特性が明らかになると言われているから²⁰⁾、地表面で得られた加速度記録の卓越周期をその指標として用いることにする。しかし、地震動の中には周波数特性が時間とともに変動するようなものもあるから²¹⁾、最大せん断ひずみを取り扱う場合、全記録時間での卓越周期を用いたのでは地盤のせん断震動特性を表

Fig. 15 Relation between $\bar{\epsilon}_{max}/a_{max}$ and T .

現し得ない場合もあると考えられる。したがって、ひずみの最大値が発生する時刻の前後6秒間での地表加速度記録からその卓越周期 T を読み取り、これを地盤の特性を表わす指標として用いた。Fig. 15 は $\bar{\epsilon}_{max}/a_{max}$ を T に対してプロットしたものである。○印は線形解析の結果であり、●印は非線形解析の結果である。ここでの解析に用いた加速度記録の範囲では、線形、非線形を問わず T の増加とともに $\bar{\epsilon}_{max}/a_{max}$ は増大し、その上限は $1.2 \times 10^{-5} (\text{sec}^2/\text{cm})$ 程度であることがわかる。また、非線形解析によるものが、線形解析結果よりも常に大きく、前者は最大で後者ののおよそ2倍前後であることも判明する。

8. 結 言

土の動的非線形挙動を考慮した震動解析を特性曲線法を用いることにより行ない、土の動的非線形性が地盤内に発生するせん断応力やせん断ひずみにおよぼす影響について考察を加えた。得られた成果は以下のように要約できる。

(i) 地盤内に生ずるせん断ひずみの分布とその最大振幅は土の動的な応力—ひずみ関係の設定結果に大きく左右される。一方地表面に近いところのせん断応力は、線形解析による結果と大差ない。

(ii) 応力—ひずみ関係の非線形度を表わすパラメータである α の値を、これまで強震記録の得られたわが国

の地盤を対象にして、N値やS波速度の値から推定すると、いずれの場合もこの値は地表面近くで2000~4000程度の値を取り、深さとともに減少する傾向が見られる。

(iii) 非線形解析においても τ_{max}/σ_{max} の値の深さ方向の分布は、浅いところではほぼ直線的になる。

(iv) この解析に用いた強震記録から求まるひずみの深さ方向分布の最大値を地表面の最大加速度で除したものは線形解析・非線形解析によらず、1.5秒程度以下の卓越周期をもつ地震ではその上限は 1.2×10^{-5} (sec²/cm) 程度である。

以上本研究で得られた結論を述べたが、今回の研究では減衰に関してはなんら考慮をしていない、地盤の非線形震動性状をさらに詳しく研究するためには、非線形減衰を考慮した解析を行なわなければならない、さらに進んで履歴特性を有する応力-ひずみ関係を用いた解析を行なっていかねばならないが、非線形双曲形方程式の解の特性が明確になっていない現段階では、解決されるべき問題点が多く残されている。

最後に本研究を行なうに当たり、地盤内の非線形パラメータの推定に関し有益な助言をいただいた、京都大学柴田徹教授に感謝の意を表す次第である。

参 考 文 献

- 1) Seed, H. B. and I. M. Idriss: Influence of Soil Conditions on Ground Motions during Earthquakes, Proc. ASCE, SM1, 1969, pp. 99-137.
- 2) Seed, H. B. and W. D. Kovacs: Dynamic Moduli and Damping Ratio for a Soft Clay, Proc. ASCE, SM1, 1971, pp. 59-75.
- 3) Silver, M. L. and H. B. Seed: Deformation Characteristics of Sand under Cyclic Loading, Proc. ASCE, SM8, 1971, pp. 1081-1097.
- 4) Taylor, P. W. and D. R. Bacchus: Dynamic Cyclic Strain Tests on a Clay, Proc. 7th ICSMFE, Mexico, Vol. 1, 1969, pp. 401-409.
- 5) Drenavich, V. P.: Undrained Cyclic Shear of Saturated Sand, Proc. ASCE, SM8, 1972, pp. 807-825.
- 6) Hardin, B. O. and V. P. Drenavich: Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves, SM, 7 1972, pp. 667-691.
- 7) 柴田 徹・D. S. Soelarno: 繰返し載荷を受ける土の挙動, 第9回土質工学研究発表会, 1974, pp. 351-354.
- 8) 柴田 徹・土岐憲三・寺田邦雄: 砂質土の弾性波速度に関する研究, 京都大学防災研究所年報第13号 B, 1970, pp. 593-609.
- 9) 赤井浩一: 土の支持力と沈下, 1964, 山海堂.
- 10) Bjerrum, L. and N. E. Simons: Comparison of Shear Strength Characteristics of Normally Consolidated Clay, Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, 1960, pp. 711-726.
- 11) Kiefer, F. W., H. B. Seed and I. M. Idriss: Analyses of Earthquake Ground Motions at Japanese Sites, Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 60, No. 6, 1970, pp. 2057-2070.
- 12) Jeffrey, A. and T. Taniuti: Non-Linear Wave Propagation with Application to Physics and Magneto-hydrodynamics, Academic Press, 1964.
- 13) Duke, C. M. and J. Leeds: Site Characteristics of Southern California Strong-Motion Earthquake Stations, Report of the Department of Engineering, University California at Los Angeles, Nov., 1962.
- 14) Matthiesen, R. B., et al.: Site Characteristics of Southern California Strong-Motion Earthquake Stations, Part Two, ditto, Feb. 1964.
- 15) 土田 肇・上部達生: 地表における強震記録より推定した基盤の地震動の特性, 港湾技術研究所報告, 第11巻, 第4号, 1972, pp. 191-270.
- 16) Hudson, D. E., et al.: Strong Motion Earthquake Accelerograms, Digitized and Plotted Data, Vol. II—Corrected Accelerograms, Part A, Report of Earthquake Eng. Res. Lab., Calif. Inst. of Technology,

- Sep., 1971.
- 17) Tsuchida, H., E. Kurata and K. Sudo: Strong-Motion Earthquake Records on the 1968 Tokachi-Oki Earthquake and Its After Shocks, Technical Note of the Port and Harbour Research Institute (Ministry of Transport), No. 80, June, 1969.
 - 18) Tsuchida, H., E. Kurata and K. Sudo: Annual Report on Strong-Motion Earthquake Records in Japanese Ports (1970), ditto, No. 116, Mar., 1971.
 - 19) 土岐憲三：地震記録による地盤内震動分布の推定，土木学会論文報告集，第207号，1972，pp. 25-36.
 - 20) 田中貞二：常時微動と地震動の周期特性の比較，日本建築学会第2回地盤震動シンポジウム資料集「ストレン・レベルによる地震動」，1973，pp. 11-16.
 - 21) 亀田弘行・北浦勝：地震動スペクトル密度の時間的变化，昭和47年度土木学会関西支部年次学術講演会概要集，1972，pp. I-32-1, 2.